

Consecuencias de la posible aplicación a Colombia de las normas más actuales sobre aislamiento sísmico de edificios

Consequences of the possible application to Colombia of the most recent codes on seismic isolation of buildings

Carlos M. Piscal A

Universidad de la Salle, Programa de Ingeniería Civil, Bogotá, Colombia,
cpiscal@unisalle.edu.co

Francisco López Almansa

Universidad Politécnica de Cataluña, Departamento de Tecnología de la
Arquitectura, Barcelona, España, francesc.lopez-almansa@upc.edu

RESUMEN

El aislamiento de base es una exitosa medida de protección sismorresistente para edificios y puentes. En Japón, China, Italia y USA existe una gran cantidad de estructuras aisladas; en Latinoamérica, en Chile, Colombia, Ecuador y Perú se han realizado importantes avances en la implementación de esta tecnología. La mayoría de estos países, cuentan con normas de aislamiento sísmico propio; sin embargo no existe un consenso mundial en los criterios de diseño, con diferencias que afectan, entre otros aspectos, al nivel de amenaza considerado y a las exigencias de revisión de los diseños realizados. Este artículo resume y compara algunas de las prescripciones más importantes de diferentes normas de aislamiento sísmico y se resaltan aspectos relevantes para una futura implementación de un reglamento para Colombia.

Palabras Claves: Aislamiento sísmico; Aislamiento de base; Código sismorresistente; Edificios; Hospitales; Colombia.

ABSTRACT

One of the most recent and successful measures to protect structures in the world, is called base isolation. In countries like Japan, China, Italy and USA there are numerous isolated structures; in Latin America, Chile, Colombia and Peru have been making significant progress in the implementation of this technology. Most of these countries have seismic isolation codes; however, there is no global consensus on the management of this technique, presenting differences from the level of threat perceived until the requirements of reviewing of the designs. This article summarizes and compares some of the characteristics keys that contain different standards of seismic isolation and highlights a number of relevant issues for future

implementation of regulations governing the application of this technology in Colombia.

Keywords: Seismic isolation; Base isolation; Seismic design code; Buildings; Hospital buildings, Colombia.

1. INTRODUCCIÓN

El aislamiento sísmico (de base) consiste en el desacoplamiento entre la estructura y el suelo de fundación, mediante dispositivos altamente flexibles en las direcciones horizontales pero rígidos en la vertical. Por medio de esta técnica se consigue incrementar notablemente el periodo y el amortiguamiento sin aumentar la masa; por ello, se obtiene una sensible reducción en las fuerzas sísmicas de diseño.

Se ha evidenciado el buen comportamiento de estructuras con aislamiento sometidas a sismos severos (EERI, 2013), (EERI, 2012), (Almazán, 2012), (Nagarajah, 1996); sin embargo, su uso en la actualidad aún se puede catalogar como limitado. La Tabla 1 presenta el número de edificaciones con aislamiento en algunos de los países con mayor grado de implementación de esta tecnología; estas cifras son aproximadas y fueron reportadas entre 2013 y 2015 (Martelli et al., 2014), (Mason, 2015). Aunque todos los países mencionados en la Tabla 1 poseen un considerable nivel de amenaza sísmica, se puede evidenciar que existe una gran diferencia en cuanto al número de edificaciones aisladas se refiere. Lo anterior podría obedecer, entre otros, a aspectos económicos y normativos, y, en menor medida, a condiciones técnicas, culturales y coyunturales.

Tabla 1. Aplicación de aislamiento sísmico de base en edificaciones

País	Número de edificios aislados
Japón	8000
China	4050
Rusia	600
Italia	400
USA	250
Chile	75
Nueva Zelanda	50
Tailandia	50
Canadá	50
Armenia	45
Turquía	40
México	25
Colombia	20
Perú	10
Ecuador	7

Algunos países, como Japón, China, Italia, USA, Chile, México, cuentan con normativa propia para aislamiento de base. Las prescripciones de estos códigos difieren significativamente (Higashino y Okamoto, 2006), (Wenguang et al., 2006), presentándose discrepancias en aspectos de gran relevancia como la definición de la amenaza, las metodologías de análisis y diseño, el desempeño requerido a la estructuras, y las exigencias de revisión de los diseños, entre otros. Estos factores implican una variación económica en la implementación del aislamiento.

Otros países, como Colombia, Perú y Ecuador, no cuentan actualmente con normativa propia para aislamiento de base y remiten a las normas de Estados Unidos.

Éstas no reflejan los aspectos técnicos y económicos locales, ni consideran la sismicidad del país. Por otra parte, algunos aspectos de la normativa americana pueden ser considerados como excesivamente exigentes y no permiten incentivar el uso de esta tecnología.

En este trabajo se analizan algunos aspectos importantes de los códigos de aislamiento sísmico de Japón, China, Italia, USA y Chile. Se desarrolla un ejemplo numérico aplicando el método de la fuerza horizontal equivalente, en el cual se analiza una edificación bajo dos posibles usos: hospitalario y residencial. Se obtienen las fuerzas y los desplazamientos de diseño. A partir de los resultados obtenidos, se formulan una serie de conclusiones y recomendaciones a tenerse en cuenta en una futura implementación de un código de aislamiento sísmico para Colombia.

2. REVISIÓN DE LAS NORMAS ACTUALES DE AISLAMIENTO DE BASE

La Tabla 2 lista las normas de Japón, China, Italia, USA y Chile analizadas en este trabajo. Se detallan y se comparan a continuación algunos de sus aspectos más relevantes.

Tabla 2. Normas revisadas.

País	Normativa
Japón	BSLEO 2000, Notificación No. 1457 y No. 2009
China	GB50011-2010
Italia	NTC-2008
USA	ASCE 7-10
Chile	NCh 2745-2013

2.1 Metodologías de análisis propugnadas

Las metodologías para análisis y diseño de edificaciones con aislamiento de base son similares a las empleadas en el caso de edificaciones con base fija, aunque con algunas condiciones específicas. Éstas son el análisis estático lineal (FHE, Fuerza Horizontal Equivalente), el análisis dinámico lineal (AME, Análisis Modal Espectral) y el análisis dinámico no lineal.

Análisis estático lineal. En esta formulación se utiliza el espectro de diseño para un amortiguamiento del 5%; la influencia del superior amortiguamiento debida al aislamiento, se introduce a posteriori mediante un coeficiente global. Esta metodología se puede emplear para el predimensionamiento del sistema de aislación y la superestructura, más que para el diseño definitivo. Cada código establece restricciones para la aplicación de este método, éstas se describen a continuación. Las normas estudiadas generalmente limitan su aplicación a edificaciones ubicadas sobre suelos duros. Las normas señalan un límite de altura, siendo más restrictivas en Italia, Chile y USA (en torno a 20 m); en Japón y China se permiten alturas de 40 y 60 m, respectivamente. Algunas normas restringen la ubicación de los aisladores, como en Japón y China, donde se limitan a la base.

Análisis dinámico lineal. A diferencia de la formulación anterior, el superior amortiguamiento debido al aislamiento, se tiene en cuenta modificando el espectro de diseño construido para un amortiguamiento del 5%. El rango de periodos cortos atañe a los modos que implican deformación de la superestructura, en consecuencia, ya que se

exige que ésta se comporte de forma básicamente lineal, se corrige el espectro hasta un amortiguamiento cercano al 2%. Para el rango de periodos medios y largos, se debe ajustar el amortiguamiento a un valor que oscila entre 20 y 30%, el cual está dado en función del sistema de aislamiento empleado. En general, las restricciones para el uso de esta metodología son menos exigentes que en la anterior.

Análisis dinámico no lineal. Este método puede ser usado en cualquier caso. En Japón y China predomina el uso de esta metodología (Xiaoming et al., 2013). En USA y Chile se requiere limitar los resultados obtenidos de estos análisis a valores obtenidos mediante el método FHE; esta consideración puede generar diseños excesivamente conservadores.

2.2 Nivel de amenaza sísmica exigido

La amenaza sísmica exigida se expresa en función de la probabilidad de que ésta sea excedida en el lugar de interés durante un tiempo de exposición de la construcción prefijado (AIS, 2010), (Sarria, 2008).

2.2.1 Japón

La amenaza se representa mediante dos niveles. El Nivel 1 se conoce como estado límite de daño y corresponde a un evento sísmico con una probabilidad de excedencia de 63% en 50 años ($T_R = 50$ años); mientras que el Nivel 2 se denomina seguridad de la vida y está definido para un evento sísmico con una probabilidad de excedencia de 9.5% en 50 años ($T_R = 500$ años). Un nivel adicional, definido como Nivel 3 y equivalente a un incremento del 50% del Nivel 2, suele ser empleado como práctica externa a la normativa, para el chequeo de la capacidad de desplazamiento en el sistema de aislación (Pan et al., 2005).

La deriva límite Δ_{lim} en la superestructura en el Nivel 1, es 1/200 para $H < 13$ m y 1/300 para $H \geq 13$ m (H es la altura del edificio).

2.2.2 China

Se emplean dos niveles de amenaza. El primero corresponde a un sismo frecuente con una probabilidad de excedencia de 63% en 50 años ($T_R = 50$ años), frente al cual la edificación debe permanecer operativa sin ningún tipo de daño o con daños ligeros. El segundo corresponde a un sismo máximo con una probabilidad de excedencia de 2 a 3% en 50 años ($T_R = 1600$ a 2500 años), frente al cual la edificación no debe colapsar ni sufrir daños severos que pongan en peligro vidas humanas.

Para los dos escenarios anteriores, los límites de las derivas elástica (sismo frecuente), e inelástica (sismo máximo) en la superestructura se especifican en la Tabla 3.

Tabla 3. Límites de la deriva (Δ_{lim}) en la superestructura según la normativa China

Tipo de estructura	Sismo frecuente	Sismo máximo
Pórticos de concreto	1/550	1/50
Pórticos de concreto con muros de cortante	1/800	1/100
Muros de cortante en concreto, tubo en tubo	1/1000	1/120
Estructuras de acero	1/300	1/50

2.2.3 Italia

La amenaza se representa mediante 4 estados límites (Tabla 4). Los dos primeros corresponden a condiciones de servicio y son el estado límite de operatividad (SLO) y el estado límite de daño (SLD). Los dos siguientes corresponden a estados límites últimos, y son el estado límite de seguridad de la vida (SLV) y el estado límite de prevención del colapso (SLC).

Tabla 4. Estados límites considerados por la normativa italiana (NTC, 2008).

Estados límites		Probabilidad de excedencia en el periodo de referencia V_R
Servicio	SLO	81%
	SLD	63%
Último	SLV	10%
	SLC	5%

El periodo de referencia V_R se estima según la vida nominal V_N (Tabla 5) y el coeficiente de uso C_U (subapartado 2.4):

$$V_R = V_N C_U \quad (1)$$

Tabla 5. Vida nominal de la estructura en la normativa italiana.

Tipo de construcción		Vida nominal (años)
1	Operación provisional. Estructuras en fase constructiva	≤ 10
2	Operación ordinaria, puentes, presas y proyectos de infraestructura de tamaño limitado o importancia normal.	≥ 50
3	Grandes obras, puentes, proyectos de infraestructuras y presas de gran dimensión o de importancia estratégica.	≥ 100

SLD. Para la subestructura y las fundaciones este estado límite se da por cumplido cuando lo hace el SLV. Para la superestructura se debe comprobar que los desplazamientos de entrepiso sean menores que $2/3$ del rango recomendado para edificios sin aislamiento de base; en edificaciones con particiones conectadas rigidamente a la estructura, este límite es $0.005 h$ (h : altura de entrepiso), mientras que con particiones diseñadas para no sufrir daños como resultado de los desplazamientos de entrepiso, la deriva no debe exceder $0.01 h$ (Δ_{lim}). Para edificaciones en mampostería ordinaria/reforzada la deriva debe ser menor a $0.003/0.004 h$ (Δ_{lim}).

SLV. Se debe comprobar la seguridad de la superestructura.

SLC. Se debe comprobar la seguridad del sistema de aislación.

2.2.4 USA

Se consideran dos niveles de amenaza. El primero se denomina sismo de diseño (DBE), tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años ($T_R = 475$ años), y bajo éste debe diseñarse la superestructura. El segundo se conoce como sismo máximo considerado (MCE), tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años ($T_R = 2475$ años), y se emplea para el chequeo de estabilidad y capacidad última del sistema de aislación.

Para el caso de análisis estático o dinámico lineal, la deriva límite (Δ_{lim}) en la superestructura para el sismo de diseño es de $0.015 h_{sx}$. En el caso de análisis dinámico no lineal la deriva límite es de $0.020 h_{sx}$ (h_{sx} : altura de entrepiso).

2.2.5 Chile

Se proponen dos niveles de amenaza. El primero es el sismo de diseño (SDI) con una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años ($T_R = 475$ años) y para éste debe diseñarse la superestructura. El segundo es el sismo máximo posible (SMP) con una probabilidad de excedencia del 10% en 100 años ($T_R = 950$ años) y se emplea para calcular el desplazamiento total máximo del sistema de aislación.

El límite de la deriva (Δ_{lim}) es $0.002 h$ (h : altura de entrepiso); las correspondientes fuerzas se deben dividir por el coeficiente de reducción de respuesta por ductilidad (Tabla 16).

2.2.6 Resumen

La Tabla 6 presenta un resumen del nivel de amenaza expresado en función del periodo de retorno para los eventos sísmicos requeridos tanto en el diseño en estado límite último de la superestructura como en el del sistema de aislación.

Tabla 6. Periodo de retorno del sismo de diseño (años).

País	Superestructura	Sistema de aislación
Japón	500	500
China	1600 a 2500	1600 a 2500
Italia	475 a 950	975 a 1950
USA	475	2475
Chile	475	950

Las normas de Japón, China e Italia definen un estado límite de servicio y un estado límite último (Tabla 16).

Es destacable que al emplear el análisis por FHE no se permiten dispositivos sometidos a tracción, excepto en USA Y Chile.

2.3 Clasificación del suelo y efectos de sitio

Las normas estudiadas clasifican los tipos de suelo y consideran los efectos de sitio bajo los mismos criterios que en edificaciones de base fija.

2.4 Coeficiente de importancia (uso)

En edificaciones aisladas la norma italiana propugna coeficientes C_U iguales a las de cimentación tradicional: $C_U = 0.7/1/1.5/2$ para clase I/II/III/IV, respectivamente. La norma china no incluye ningún coeficiente de importancia y las otras lo toman igual a 1. Esto último se justifica en base a: (i) todas las edificaciones aisladas deben permanecer operativas para el sismo de diseño, por lo cual no tiene sentido diferenciar por uso; (ii) existe mayor certeza en la demanda (NCh2745, 2013). En Japón es común adoptar en la práctica un factor 1.25 para edificaciones públicas y 1.5 para edificaciones esenciales (Pietra, 2014).

2.5 Factor de reducción de respuesta por amortiguamiento

El aislamiento permite un incremento del amortiguamiento; en los métodos simplificados las normas representan este incremento mediante un factor reductor del espectro o de los desplazamientos y las fuerzas de diseño. Las expresiones para cada país, se describen a continuación.

$$\text{Japón} \quad F_h = \frac{1.5}{1 + 10 (h_v + 0.8 h_d)} \geq 0.4 \quad (2)$$

En esta expresión h_v y h_d son los factores de amortiguamiento viscoso e histerético, respectivamente. Para edificios con amortiguamiento del 5%, se puede reemplazar $h_v + 0.8 h_d$ con 0.05.

$$\begin{aligned} \gamma &= 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.3 + 6 \xi} \\ \text{China} \quad \eta_1 &= 0.02 + \frac{0.05 - \xi}{4 + 32 \xi} \geq 0.0 \\ \eta_2 &= 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.08 + 1.6 \xi} \geq 0.55 \end{aligned} \quad (3)$$

En estas expresiones ξ es el factor de amortiguamiento; la aplicación de γ , η_1 y η_2 se describe en la ecuación (10).

$$\text{Italia} \quad \eta = \left(\frac{10}{5 + 100 \xi} \right)^{1/2} \geq 0.55 \quad (4)$$

$$\text{USA} \quad \frac{1}{B} = 0.25(1 - \ln \xi) \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \text{Chile} \quad \frac{1}{B_D} &= B_0 - (B_0 - 1) \exp(-a T_D |\beta - 0.05|) \\ B_0 &= \frac{2(1 + \beta)}{1 + 14.68 \beta^{0.865}} \end{aligned} \quad (6)$$

T_D es el periodo del suelo, β es el factor de amortiguamiento y a depende del tipo de suelo y del amortiguamiento (Tabla 7). Alternativamente B_D se puede obtener de forma conservadora mediante la ecuación (5).

Tabla 7. Coeficiente a de la normativa de Chile

β	Suelo I	Suelo II	Suelo III
0.10	396.9	293.1	224.5
0.15	180.7	124.6	98
0.20	117.9	76.1	57.1
0.25	94.0	54.3	39.6
0.50	36.9	22.2	16.1

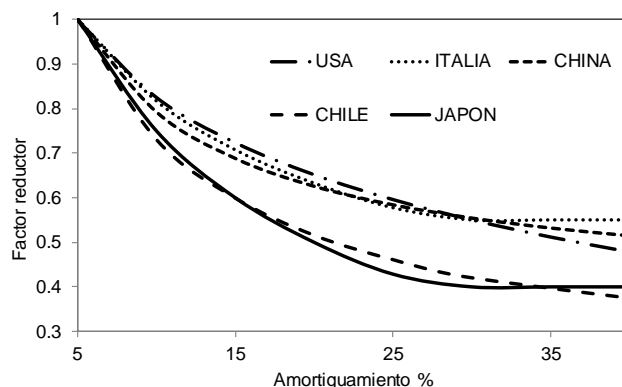


Figura 1 Factor reductor en función del amortiguamiento.

En la Figura 1 se grafica el factor reductor en función del amortiguamiento para cada país; en el caso de China se considera η_2 . La Figura 1 evidencia que Japón y Chile presentan factores significativamente más bajos respecto a las otras normas.

Es destacable que estos factores de reducción dependen de la sismicidad local, por lo que no resulta adecuado usar en Colombia expresiones deducidas para otras zonas sísmicas.

2.6 Espectros de diseño

Se presentan a continuación las expresiones requeridas para el cálculo de los espectros en función de cada uno de los países estudiados.

2.6.1 Japón

La aceleración espectral S_a , está dada por la ecuación (7).

$$S_a = Z G_s(T) S_0(T) \quad (7)$$

Z es el factor de zona (entre 0.7 y 1), y $G_s(T)$ es el factor de amplificación de suelo (Figura 2).

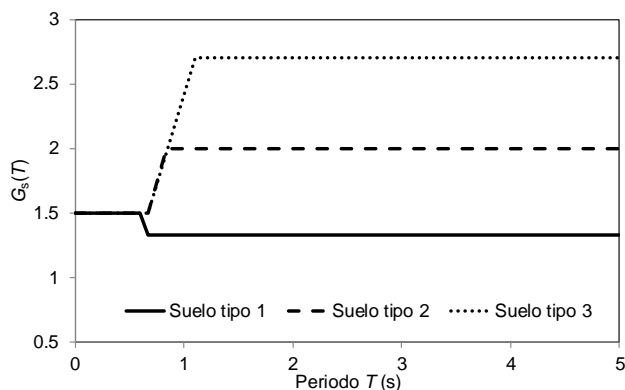


Figura 2 Factor G_s (norma de Japón)

S_0 es la aceleración espectral de diseño para roca:

$$\begin{array}{lll} \text{Nivel 1} & \begin{array}{l} S_0 = 0.64 + 6 T \\ S_0 = 1.6 \\ S_0 = 1.024/T \end{array} & \begin{array}{l} T < 0.16 \\ 0.16 \leq T < 0.64 \\ 0.64 \leq T \end{array} \end{array} \quad (8)$$

$$\begin{array}{lll} \text{Nivel 2} & \begin{array}{l} S_0 = 3.2 + 30 T \\ S_0 = 8.0 \\ S_0 = 5.12/T \end{array} & \begin{array}{l} T < 0.16 \\ 0.16 \leq T < 0.64 \\ 0.64 \leq T \end{array} \end{array} \quad (9)$$

2.6.2 China

El espectro de diseño se construye con la ecuación (10), donde η_1 , η_2 y γ dependen del factor de amortiguamiento (ecuación (3)), T_g es el periodo característico del suelo y α_{\max} es un factor que depende de la intensidad sísmica de la zona (Tabla 8).

$$\begin{array}{ll} S_a = 0.45 \alpha_{\max} & T = 0 \\ S_a = \eta_2 \alpha_{\max} & 0.1 \leq T \leq T_g \\ S_a = \left(\frac{T_g}{T}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} & T_g \leq T < 5 T_g \\ S_a = (\eta_2 0.2^\gamma - \eta_1 (T - 5 T_g)) \alpha_{\max} & 5 T_g \leq T \leq 6 \end{array} \quad (10)$$

Tabla 8 Parámetro α_{\max} de la normativa China (GB50011, 2010).

Nivel de amenaza	Intensidad			
	6	7	8	9
Sismo Frecuente	0.04	0.08–0.12	0.16–0.24	0.32
Sismo Raro	0.28	0.50–0.72	0.90–1.20	1.40
Sismo de Diseño	0.05	0.10–0.15	0.20–0.30	0.40

2.6.3 Italia

El espectro de diseño obedece a la ecuación (11).

$$\begin{array}{ll} S_a = a_g S \eta F_0 \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & 0 \leq T < T_B \\ S_a = a_g S \eta F_0 & T_B \leq T < T_C \\ S_a = a_g S \eta F_0 \frac{T_C}{T} & T_C \leq T < T_D \\ S_a = a_g S \eta F_0 \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D \leq T \end{array} \quad (11)$$

a_g es la aceleración a nivel de roca, S es un coeficiente de sitio, producto de S_T (amplificación topográfica,

Tabla 9) y S_s (amplificación estratigráfica Tabla 10), η está dado por (4) y F_0 es el factor de amplificación espectral máximo, dependiente de la ubicación. Los periodos T_B , T_C y T_D , se calculan mediante

$$T_B = T_c/3 \quad T_c = C_c T_c^* \quad T_D = 4.0 a_g/g + 1.6 \quad (12)$$

C_c depende del tipo de suelo (Tabla 10) y T_c^* depende de la ubicación.

Tabla 9. Coeficiente de amplificación topográfica en la normativa italiana.

Categoría topográfica	S_T	Características de la superficie topográfica.
T_1	1.0	Superficies planas, laderas y picos aislados con inclinación media $i < 15^\circ$
T_2	1.2	Pendiente con inclinación media $i > 15^\circ$
T_3	1.2	Relieves con un ancho en la cresta, mucho menor que en la base e inclinación media i , $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T_4	1.4	Relieves con un ancho en la cresta, mucho menor que en la base e inclinación media $i > 30^\circ$

Tabla 10. Coeficiente de amplificación estratigráfica en la normativa italiana.

Tipo de suelo	S_s	C_c
A	1.0	1.0
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 (T_c^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_o \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 (T_c^*)^{-0.40}$

2.6.4 USA

El espectro de diseño responde a la ecuación (13), donde S_{DS} y S_{D1} son, respectivamente, la aceleración de diseño para periodos cortos y para un periodo de 1 s (ecuación (14)).

$$\begin{array}{ll}
 S_{DS}(0.4 + 0.6 T / T_0) & 0 \leq T < T_0 \\
 S_{DS} & T_0 \leq T \leq T_S \\
 S_{D1}/T & T_S < T \leq T_L \\
 S_{D1} T_L / T^2 & T > T_L
 \end{array} \quad (13)$$

$$S_{DS} = (2/3) F_a S_s \quad S_{D1} = (2/3) F_v S_1 \quad (14)$$

S_s y S_1 son aceleraciones de diseño (para el sismo máximo considerado) para periodos cortos y para un periodo de 1 s, respectivamente. F_a (Tabla 11) y F_v (Tabla 12) son coeficientes relacionados con efectos de sitio.

Tabla 11. Efectos de sitio (USA) para el rango de periodos cortos F_a .

Suelo	Aceleración espectral del sismo máximo de diseño (MCE), para periodos cortos				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0

E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
---	-----	-----	-----	-----	-----

Tabla 12. Efectos de sitio (USA) para el rango de periodos largos F_V .

Suelo	Aceleración espectral del sismo máximo de diseño (MCE), para periodos cortos				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

Los periodos T_0 y T_s se calculan mediante

$$T_0 = 0.2 S_{D1}/S_{DS} \quad T_s = S_{D1}/S_{DS} \quad (15)$$

El periodo (T_L) es función del sitio y está definido en ASCE 7-10.

2.6.5 Chile

Chile cuenta con espectros de diseño específicos para edificaciones con aislamiento de base:

$$\begin{aligned} \frac{A(\alpha_A - 1)}{T_b - T_a} (T - T_a) + A & \quad T_a \leq T \leq T_b \\ \alpha_A A & \quad T_b < T \leq T_c \\ (2\pi/T) \alpha_V V & \quad T_c < T \leq T_d \\ (2\pi/T)^2 \alpha_D D & \quad T > T_d \end{aligned} \quad (16)$$

Los parámetros requeridos se encuentran en la Tabla 13. Estos parámetros están definidos para zona sísmica 2, con aceleraciones máximas del terreno $A = 0.4$ g, 0.41 g y 0.45 g para suelos I, II y III, respectivamente. Para suelo tipo IV se debe generar un espectro de sitio específico. Para zonas sísmicas 1 y 3, se modifica el espectro con factores 0.75 y 1.25 , respectivamente.

Tabla 13. Parámetros para la generación del espectro de diseño en Chile

	Suelo según NCh433			
	I	II	III	
T_a (s)	0.03	0.03	0.03	
T_b (s)	0.11	0.20	0.375	
T_c (s)	0.29	0.54	0.68	
T_d (s)	2.51	2.00	1.58	
$\alpha_A A$ (cm/s ²)	1085	1100	1212	
$\alpha_V V$ (cm/s)	50	94	131	
$\alpha_D D$ (cm)	20	30	33	

2.6.6 Comparación entre espectros de diseño

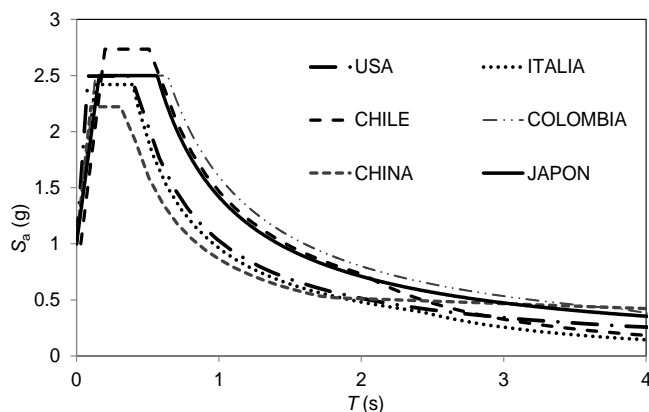


Figura 3. Espectros de diseño para las diferentes normas.

La

Figura 3 presenta los espectros de las normas estudiadas y el de Colombia. Se toma amortiguamiento 5%, factor de importancia $I = 1$, coeficiente de reducción de respuesta $R = 1$ y suelo con $v_{s,30} = 500$ m/s (velocidad de transmisión de ondas de corte). A efectos de comparación, los espectros han sido normalizados con respecto a la ordenada para periodo nulo; se ha elegido este criterio ya que este valor se considera representativo de la sismicidad local por corresponder al efecto sobre construcciones de rigidez infinita.

Se observa que los espectros de Colombia y Japón tienen mayores aceleraciones para los periodos de edificaciones con aislamiento sísmico (2 a 3 s) mientras que el espectro de Italia las tiene menores.

2.7 Cálculo de desplazamientos y fuerzas de diseño

En este subapartado se especifican los valores del desplazamiento de diseño de los aisladores (D_D), las fuerzas de diseño de la subestructura (F_{sub}), las fuerzas de diseño (F_{sup}) de la superestructura, y la fuerza correspondiente al límite de deriva (F_Δ). El límite de deriva Δ_{lim} se describe en el subapartado 2.2.

Para definir la aceleración de diseño para un periodo de retorno T_R diferente a 475 años, se emplea el factor de modificación $\left(\frac{475}{T_R}\right)^{0.3}$ (EN-1998-2, 2009). Es destacable que puede suponerse que la variación con T_R de las magnitudes que son proporcionales a la aceleración (fuerzas y desplazamientos) se rige por esta expresión.

La Tabla 14 resume los valores del desplazamiento de diseño de los aisladores (D_D) y las fuerzas de diseño (F_{sup}) de la superestructura, en forma de cortante basal en la losa situada por encima del sistema de aislación.

Tabla 14 Fuerzas y desplazamientos de diseño

País	Desplazamiento de diseño de los aisladores (D_D)	Fuerza en la superestructura (F_{sup})
Japón	$\frac{1.2 M F_h S_a}{K_e}$	$1.3 D_D K_e$
China	$\frac{S_a \beta M}{K_e}$	$0.85 S_a \beta M$
Italia	$\frac{S_a M}{K_{esi \min}}$	$\frac{S_a M}{R}$
USA	$\frac{g}{4 \pi^2} \frac{S_{D1} T_D}{B}$	$\frac{D_D K_{e \max}}{R}$
Chile	$\frac{C_D}{B_D}$	$\frac{D_D K_{e \max}}{R}$

En relación a Japón y China, M es la masa, F_h responde a la ecuación (2) y K_e es la rigidez efectiva. Asimilando el comportamiento dinámico del edificio aislado al de un sistema de un grado de libertad, K_e se obtiene mediante

$$K_e = \frac{4 \pi^2 M}{T^2} \quad (17)$$

El factor de reducción β del código chino se determina según la relación entre los cortantes basales de la edificación aislada y sin aislar, Tabla 15.

Tabla 15. Factor β (normativa China) en función del cociente entre cortantes basales.

Cociente	0.53	0.35	0.26	0.18
Factor β	0.75	0.50	0.38	0.25

La Tabla 15 muestra que el mínimo factor de reducción es 0.25; no obstante, la fuerza de la estructura aislada no puede ser menor que la de una estructura sin aislar sometida a un sismo de intensidad 6 (Pan et al., 2012). Esta reducción de fuerza (y de costos, por tanto) no figuraba en la edición 2001 del código de China (Pan et al., 2012).

Japón y China no consideran ningún factor de ductilidad; la ductilidad se representa indirectamente por los límites de derivas. En el resto de países este factor se representa mediante R , sus valores se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16. Factor de reducción de respuesta por ductilidad.

País	R
Italia	1/1.5 para estado límite de servicio/último
USA	$1 \leq 3/8 R \leq 2$ (R : factor para edificaciones sin aislamiento)
Chile	2 para todo tipo de estructuras, excepto 1.6 para arriostramientos excéntricos y 1.4 para estructuras en voladizo.

La Tabla 16 muestra que en las normas estudiadas se espera un comportamiento totalmente elástico de la superestructura para el sismo de servicio y un comportamiento que tienda a ser elástico para el sismo de diseño. En la mayoría de las normas, las fuerzas de diseño para la subestructura (F_{sub}) se obtienen multiplicando las de superestructura (F_{sup}) por el coeficiente de reducción de respuesta por ductilidad; en Chile se debe tomar $R \leq 1.5$.

Las expresiones $K_{esi,min}$ de Italia y $K_{e,max}$ de USA corresponden, respectivamente, a las rigideces equivalentes mínima y máxima en relación a la variabilidad de las propiedades mecánicas del sistema de aislamiento. B es el factor de amortiguamiento (ecuación (5)).

En el caso de Chile, es destacable que las expresiones para D_b y F_{sup} son independientes del periodo fundamental de la estructura aislada; esta consideración se sustenta en que este rango de periodos corresponde a tramos del espectro pertenecientes a la zona de amplificación de desplazamientos. El coeficiente sísmico de desplazamiento C_D del código chileno para el sismo máximo (Tabla 17) depende del tipo de suelo y de la zona sísmica. En las zonas sísmicas 1, 2 y 3, $Z = 3/4, 1, 5/4$, respectivamente.

Tabla 17. Coeficiente sísmico de desplazamiento en la normativa Chilena

Tipo de suelo	C_D
I	240 Z
II	360 Z
III	396 Z

En la expresión del desplazamiento de diseño de los aisladores (D_b) para USA, T_D es el periodo fundamental de la edificación aislada. Es destacable que la normativa de USA supone que la aceleración para un periodo de un segundo corresponde al tramo de velocidades constantes del espectro. Sin embargo, esta hipótesis puede no ser siempre correcta en Colombia.

En las normas de Japón, Italia y Chile la fuerza de diseño de la superestructura (F_{sup}) se reparte entre las plantas de forma casi uniforme. Los códigos de China y USA proponen reparto aproximadamente triangular, como en edificaciones con base fija.

En las normas de China y Chile la fuerza F_Δ correspondiente al límite de deriva Δ_{lim} es igual a F_{sup} . En los códigos de Japón e Italia, F_Δ corresponde a Nivel 1 y a SLD, respectivamente. En USA, $F_\Delta = F_{sup} R$.

3. EJEMPLO DE UNA EDIFICACIÓN PARA USO HOSPITALARIO

3.1 Consideraciones generales

En este apartado se analiza un edificio para uso hospitalario situado en la ciudad de Villavicencio en Colombia (zona de amenaza sísmica alta). En primer lugar se diseña la estructura de esta edificación según la normativa colombiana (AIS, 2010) suponiendo que su cimentación es tradicional. A continuación, se considera un sistema de aislación y se diseñan éste y la superestructura de forma iterativa siguiendo las prescripciones de la normativa americana, tal como señala el Reglamento Colombiano NSR-10 (AIS, 2010). A efectos de comparar los resultados de este diseño con los que se obtendrían de aplicar las normas de los países considerados, se determinan los parámetros fundamentales de diseño proporcionados por dichos códigos. Este proceso ha sido llevado a cabo a partir del periodo fundamental y del amortiguamiento considerado en la normativa americana. Con el fin de evaluar la influencia que tiene el factor de importancia en los resultados obtenidos, se considera adicionalmente uso residencial para la edificación estudiada.

3.2 Edificación considerada

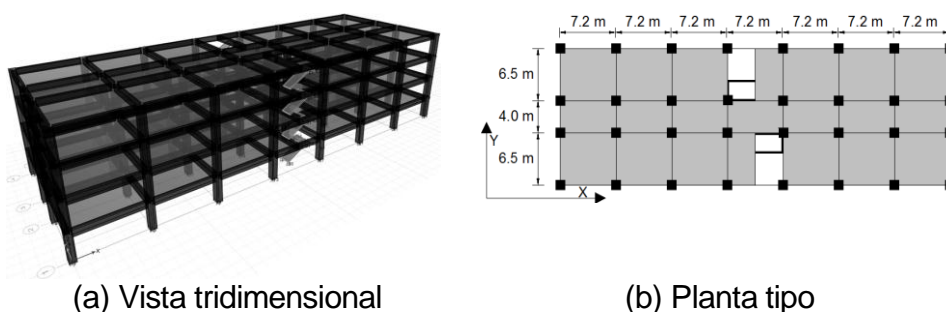


Figura 4. Edificación hospitalaria considerada

Se toma como edificación prototipo la suministrada por la oficina de infraestructura del Ministerio de Protección Social en Colombia (Figura 4) (Afanador y Correal, 2008). Dicha construcción, contiene características comunes de las edificaciones hospitalarias, tales como: (i) altura mediana, (ii) modelo arquitectónico horizontal, buscando favorecer la accesibilidad a las instalaciones, además del contacto interpersonal y entre servicios médicos, (iii) grandes luces, de tal forma que la estructura interfiera lo menos posible con la funcionalidad y adicionalmente brinde una gran flexibilidad en cuanto a remodelaciones se refiere, (iv) amplios flujos de circulación vertical distribuidos entre escaleras, ascensores y rampas, y (v) flujos de circulación horizontal que permitan el acceso a los servicios hospitalarios sin irrumpir en los espacios primarios, donde se desarrollan directamente las actividades asistenciales.

La edificación estudiada posee pórticos resistentes a momento en concreto reforzado y cuenta con 4 niveles y un sótano. La altura de entrepiso de 3 m, por lo que la altura de la edificación es 12 m. La carga muerta correspondiente a losas, pisos, muros divisorios, instalaciones y cielo raso es 7 kN/m^2 para los entrepisos y 4 kN/m^2 para la cubierta. La carga viva para este tipo de edificaciones es 4 kN/m^2 para cuartos de cirugía y laboratorios, 2 kN/m^2 para cuartos privados y 5 kN/m^2 para zonas comunes, corredores y escaleras. El peso sísmico de la edificación es $W = 35021 \text{ kN}$; este valor incluye la carga muerta y el 30% de la viva, teniendo en cuenta el uso. El tipo de suelo es C. El diseño sismo resistente ha sido llevado a cabo según la NSR-10 (AIS, 2010) suponiendo un amortiguamiento del 5%, $A_a = 0.35$, $A_v = 0.30$, $F_a = 1.05$, $F_v = 1.5$, $T_0 = 0.122 \text{ s}$, $T_c = 0.588 \text{ s}$, $T_L = 3.60 \text{ s}$, $I = 1.5$, $R = \phi_a \phi_p \phi_r$, $R_0 = 1 \times 1 \times 1 \times 7 = 7$, $\Omega_0 = 3$, (pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía, DES), máxima deriva 0.01.

La Tabla 18 lista el periodo y las masas modales en cada dirección para los tres primeros modos del edificio. La Tabla 18 muestra que la rigidez en ambas direcciones es similar y que el comportamiento no es totalmente simétrico ya que la masa rotacional en los dos primeros modos (predominantemente traslacionales) no es despreciable.

Tabla 18. Parámetros modales de la edificación considerada con base fija

Modo	Periodo (s)	Masa modal (x)	Masa modal (y)	Masa rotacional
1	0.513	0.8152	0.0045	0
2	0.470	0.0046	0.8156	0
3	0.449	0	0	0.8216

3.3 Sistema de aislación

El sistema de aislación está compuesto por aisladores de goma natural (Figura 5.a), aisladores de goma con núcleo de plomo (Figura 5.b) y amortiguadores externos incorporados para incrementar la capacidad de disipación de energía del sistema.

Los valores objetivo del periodo fundamental de la estructura aislada (en ambas direcciones) y del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento son 2.80 s y 25%, respectivamente.

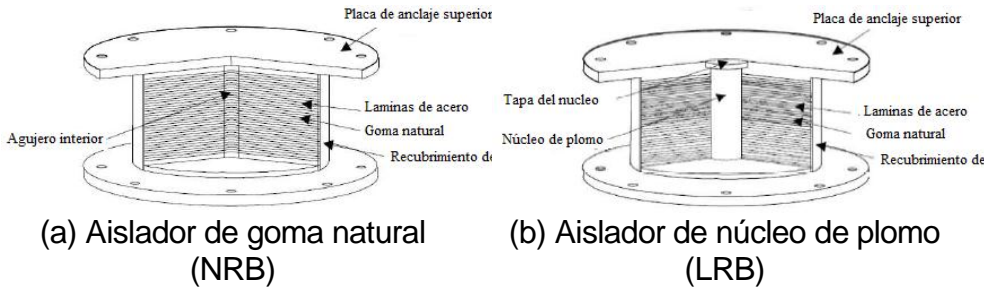


Figura 5. Aisladores de goma utilizados (Fuyo Tech, 2010)

Estos elementos se ubicarán en la parte superior de las columnas del sótano.

3.4 Diseño del edificio y del sistema de aislación en Colombia según la normativa americana

Siguiendo la normativa americana, el límite de deriva de la superestructura (subapartado 2.2.4) para $T_R = 475$ años es $0.015 \times 3 = 4.5$ cm. El factor de reducción de respuesta por amortiguamiento (ecuación (5)) es $1 / B = 0.25(1 - \ln \xi) = 0.597$. La ordenada espectral se obtiene a partir del espectro de la norma colombiana (AIS, 2010) (subapartado 3.2): $S_a = 0.19$ g. $I = 1$, $R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0 = 1 \times 1 \times 1 \times 2 = 2$. La rigidez efectiva se obtiene mediante la ecuación (17): $K_e = 17977$ kN/m; el valor máximo $K_{e,max}$ se toma superior en un 30% a K_e (FEMA 451, 2006). Los resultados principales son el desplazamiento de diseño de los aisladores D_0 (Tabla 14), la fuerza de diseño de la subestructura F_{sub} (subapartado 2.7), la fuerza de diseño F_{sup} de la superestructura (Tabla 14), la fuerza F_Δ para cálculo de derivas (subapartado 2.7) y los límites de éstas (subapartado 2.2). Estos resultados se presentan en la Tabla 22 y en la Tabla 23 (para USA).

Los parámetros geométricos y mecánicos más relevantes de los aisladores se describen en la Tabla 19 y la distribución del sistema de aislamiento se muestra en la Figura 6.

Tabla 19. Características de los aisladores

Propiedad	Tipo de aislador	
	Goma natural	Goma y núcleo de plomo
Diámetro (mm)	600	600
Altura de cada capa de goma (mm)	5	6
Altura total de la goma (mm)	215	230
Diámetro del núcleo de plomo (mm)	-	90

Módulo de cortante de la goma (MPa)	0.392	0.385
Rigidez elástica (kN/m)	515	619
Fuerza de fluencia (kN)	-	54.91
Rigidez plástica (kN/m)	-	476
Rigidez efectiva bajo desplazamiento de diseño (kN/m)	515	715
Amortiguamiento efectivo (%)	-	20.38

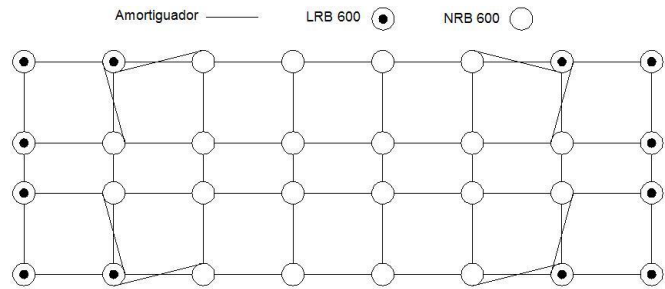


Figura 6. Distribución de los aisladores

La Tabla 20 lista el periodo y las masas modales en cada dirección para los seis primeros modos del edificio con aislación; obviamente, los tres primeros modos corresponden a deformación del sistema de aislación y los tres siguientes a deformación de la superestructura (Kelly, 1993). Los valores para los tres primeros modos muestran que la rigidez en ambas direcciones es prácticamente idéntica y que el comportamiento es totalmente simétrico. La comparación de los modos 4 a 6 con los tres modos listados en la Tabla 18 muestra que los periodos se han acortado y que las configuraciones de estos modos se producen básicamente en las mismas direcciones (Kelly, 1993).

Tabla 20. Parámetros modales de la edificación considerada con aislación de base

Modo	Periodo (s)	Masa modal (x)	Masa modal (y)	Masa rotacional
1	2.812	0.9994	0	0
2	2.803	0	0.9995	0
3	2.471	0	0	0.9994
4	0.301	0.0005	0	0
5	0.290	0	0.0004	0
6	0.268	0	0	0.0005

3.5 Parámetros de diseño según las otras normas

El factor reductor por amortiguamiento para cada país (Figura 1, subapartado 2.5) se presenta en la Tabla 21. En el cálculo con la norma chilena el resultado aplica para los suelos tipo I,II y III. La Tabla 21, de forma similar a la Figura 1, muestra que los códigos de Japón y Chile permiten obtener un mayor rédito del aumento del amortiguamiento.

Tabla 21. Factor reductor por amortiguamiento

País	Factor
Japón	0.429 (F_h , ecuación (2))
China	$\gamma = 0.789, \eta_1 = 0.0033, \eta_2 = 0.583$ (ecuación (3))
Italia	0.577 (η , ecuación (4))
USA	0.597 (B , ecuación (5))

Chile

0.461 (B_D , ecuación (6))

En todos los casos la ordenada espectral se toma igual al valor obtenido a partir del espectro de la norma colombiana (AIS, 2010) ($S_a = 0.19$ g).

En la Tabla 22 se listan las fuerzas de diseño para la superestructura (F_{sup} , Tabla 14) y las fuerzas para el cálculo de las derivas (F_Δ , subapartado 2.7); cada una de éstas se presenta junto al correspondiente periodo de retorno del sismo (T_R). Se muestran también los límites de deriva establecidos por cada norma (Δ_{lim} , subapartado 2.2); éstos se refieren al desplazamiento relativo entre la planta superior y la losa a nivel del terreno.

Tabla 22. Parámetros sísmicos de diseño para la superestructura

País	T_R (años)	Fuerza F_{sup} de diseño de la superestructura (kN)	T_R (años)	Fuerza F_Δ para cálculo de derivas (kN)	Derivas (cm)
Japón	500	4533	50	2272	6
China	2000	3482	2000	3482	24
Italia (hospitales)	950	3168	100	2418	4
Italia (viviendas)	475	2573	50	1964	4
USA	475	3748	475	5623	18
Chile	475	2484	475	2484	2.4

La Tabla 22 permite formular las siguientes consideraciones:

- Las fuerzas de diseño de la superestructura son sensiblemente mayores en la norma de Japón y menores en la de Chile. Ello repercute directamente en la robustez y por tanto en el coste de la estructura del edificio.
- Para evaluar el nivel de exigencia en el diseño de la superestructura en relación al periodo de retorno considerado, se determinan los valores de F_{sup} normalizados a un periodo de retorno de 500 años utilizando el factor de modificación $\left(\frac{500}{T_R}\right)^{0.3}$ (EN-1998-2, 2009). Se obtiene 2297 kN (China), 2613 kN (Italia), 3806 kN (USA) y 2522 kN (Chile). La mayor exigencia corresponde a Japón y USA y la menor a Chile y China, con una disparidad importante.
- El cociente entre el límite de deriva y la fuerza correspondiente oscila entre 103.5 KN/mm para Chile y 14.51 KN/mm para China. Esta cantidad expresa el nivel de exigencia en el diseño de la superestructura en condiciones de servicio. La divergencia es muy importante.
- En la norma italiana se observan diferencias bastante relevantes entre los usos residencial y hospitalario, tanto en términos de fuerzas de diseño de la superestructura como en límites de derivas.

La Tabla 23 presenta los desplazamientos de diseño del sistema de aislación (D_b , Tabla 14), junto al correspondiente periodo de retorno (T_R) y las fuerzas de diseño de la subestructura (F_{sub} , subapartado 2.7).

Tabla 23. Resultados obtenidos para la subestructura

País	T_R (años)	Desplazamiento D_D de diseño del sistema de aislación (cm)	Fuerzas de diseño F_{sub} de la subestructura (kN)
Japón	500	19.39	4533
China	2000	22.79	3482
Italia	1950	32.80	4751
(hospitales)			
Italia	975	26.64	3859
(viviendas)			
USA	2475	39.48	5623
Chile	950	25.51	2548

La Tabla 23 permite formular las siguientes consideraciones:

- El desplazamiento D_D presenta una notable dispersión; la exigencia en USA es casi el doble que en Japón.
- A efectos de valorar el nivel de exigencia en el diseño del sistema de aislación en relación al período de retorno correspondiente, se obtiene D_D normalizado a un periodo de retorno de 500 años con el factor de modificación $\left(\frac{500}{T_R}\right)^{0.3}$ (EN-1998-2, 2009). Resulta 15 cm (China), 22 cm (Italia), 23 cm (USA) y 21 cm (Chile). Estos valores exhiben una notable homogeneidad.
- Las fuerzas de diseño de la subestructura oscilan de forma muy notable entre 2548 kN para Chile y 5623 para USA.

4. CONCLUSIONES

Con la finalidad última de evaluar la necesidad de desarrollar un reglamento de aislación sísmica para Colombia, este artículo compara las normas de aislamiento de base de Japón, China, Italia, USA y Chile. Estos países han sido elegidos por presentar los mayores niveles de uso de esta tecnología. Se diseña una edificación hospitalaria en Villavicencio (Colombia) con estos códigos y se comparan los criterios de diseño resultantes.

Los resultados obtenidos ponen de manifiesto la notable disparidad que existe entre las prescripciones de los códigos considerados. Un aspecto relevante es la exigencia contenida en las normas de USA y Chile de que el cortante basal obtenido de análisis dinámicos no lineales no sea inferior al calculado con métodos estáticos equivalentes. Esta circunstancia, entre otras, hace que el diseño sismorresistente de edificaciones con aislamiento sísmico en Colombia, siguiendo los lineamientos de la norma americana, pueda estar generando sobre costos que eviten que esta técnica se utilice en mayor proporción.

Se pone de manifiesto la urgencia de elaborar un código de aislación sísmica para Colombia. Se llega a esta conclusión por dos razones principales: (i) el nuevo reglamento debe estar en concordancia con la sismicidad de Colombia (se detectan diversas incoherencias entra ésta y la normativa americana), y (ii) es del mayor interés recoger recientes resultados de la investigación que se está llevando a cabo a nivel

mundial.

5. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Earthquake research engineering institute (2013) *The Mw 6.6 Earthquake of April 20, 2013 in Lushan, China*.
- [2] Earthquake research engineering institute (2012) *Performance of Engineered Structures in the Mw 9.0 Tohoku, Japan, Earthquake of March 11, 2011*.
- [3] Almazán J. (2012) "Comportamiento de estructuras antisísmicas durante el terremoto del Maule y su posible efecto en las normas de diseño sísmico en Chile" *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural* **7**.
- [4] Nagarajaiah S., Sun X. (1996) "Seismic performance of base isolated buildings in the 1994 Northridge earthquake" *11th WCEE*, Acapulco, México.
- [5] Martelli A., Clemente P., De Stefano A., Forni M., Salvatori A. (2014) "Recent development and application of seismic isolation and energy dissipation and conditions for their correct use" en Ansal A. *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Springer 449–488.
- [6] Mason W. (2015) *Seismic Isolation – The Gold Standard of Seismic Protection*, USA.
- [7] Higashino M., Okamoto S. (2006) *Response control and seismic isolation of buildings* USA: Taylor & Francis.
- [8] Wenguang L., Feng D., Masuda K., Wang S., Yang Q. (2006) "A comparative study of seismic isolation codes worldwide. Part I: Design spectrum" *1st ECEES*, Ginebra, Suiza.
- [9] Xiaoming G., Zeng D., Deng X., Zhichao D., Matsutaro S. (2013) "Design comparison of the seismically isolated building by the Chinese Code and Japanese Code – Part 1. Chinese Structural Design and Behavior to the Strong Ground Motions" *13th WCSI*, Sendai, Japan.
- [10] Xiaoming G., Zeng D., Deng X., Zhichao D., Matsutaro S. (2013) "Design comparison of the seismically isolated building by the Chinese Code and Japanese Code – Part 2. Japanese Structural Design and Behavior to the Strong Ground Motions" *13th WCSI*, Sendai, Japan.
- [11] NSR-10 (2010) *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente* Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- [12] Sarria A. (2008) *Terremotos e infraestructura Bogotá*. Ediciones Universidad de Los Andes.
- [13] Pan P., Zamfirescu D., Nakashima M., Nakayasu N., Kashiwa H. (2005) "Base-isolation design practice in Japan: introduction to the post-Kobe approach" *Journal of Earthquake Engineering* **9(1)** 147–171.
- [14] Pan P., Ye L., Shi W., Cao H. (2012) "Engineering practice of seismic isolation and energy dissipation structures in China" *China Technol. Sci.* **55(11)** 3036–3046.
- [15] Decreto Ministeriale, Official Gazette. (2008) *Norme Tecniche per le Costruzioni*.
- [16] NCh2745 (2013) *Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica* Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Sísmica.
- [17] Pietra D., Pampanin S., Mayes R., Wetzel N., Feng D. (2014) "Design of base isolated buildings: An overview of international codes" *NZSEE Technical Conference*.
- [18] GB50011-2010 (2010) *National Standard of the People's Republic of China*. China: Architecture & Building Press.
- [19] ASCE 7-10 (2010) *Minimum design loads for buildings and other structures*. American Society of Civil Engineers.
- [20] EN-1998-2 (2009) *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance -Part 2: Bridges*. European Committee for Standardization.

- [21] Afanador N., Correal J. (2008) *Evaluación del nivel de desempeño de los hospitales diseñados bajo la NSR-98* MSc. Tesis, Universidad de los Andes, Bogotá.
- [22] FUYO Tech. (2010). *Lead Rubber Bearings and Rubber Bearings*. Wuxi FUYO Tech Co. <http://www.fuyotech.com>.
- [23] FEMA 451 (2006) *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples*. Federal Emergency Management Agency.
- [24] Kelly J.M. (1993) *Earthquake-Resistant Design with Rubber*, Springer-Verlag.